

Esercitazione 2

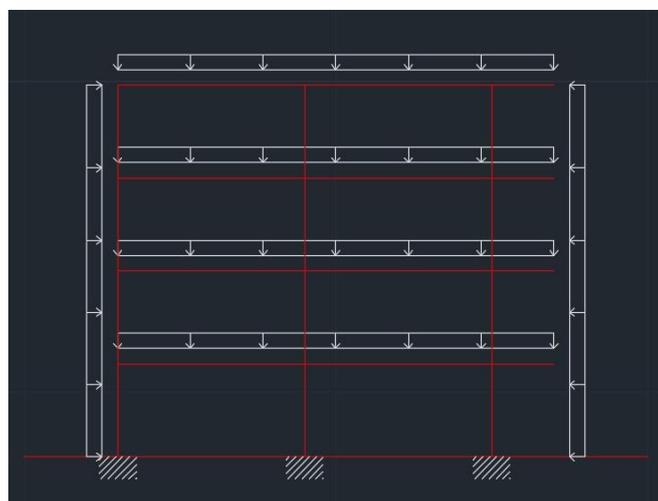
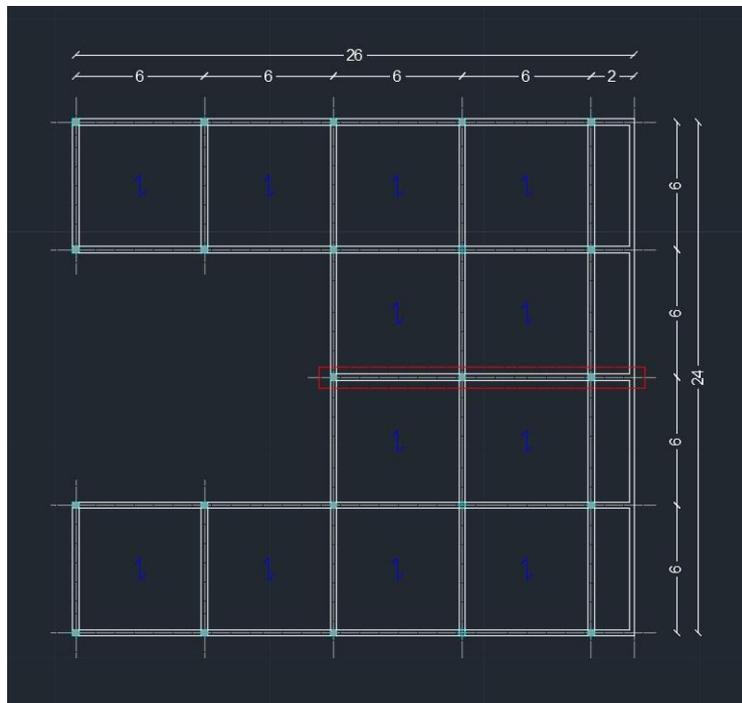
DIMENSIONAMENTO di un TELAIO in C.A., ACCIAIO, LEGNO.

Il progetto proposto ha una destinazione d'uso di tipo residenziale ed è composto da quattro piani con il medesimo schema strutturale. Considerando come dati di progetto la pianta e la sezione della nostra struttura, progetteremo tre differenti solai da associare al progetto dimensionale di travi, pilastri e mensole in tre differenti tecnologie costruttive: c.a., acciaio e legno.

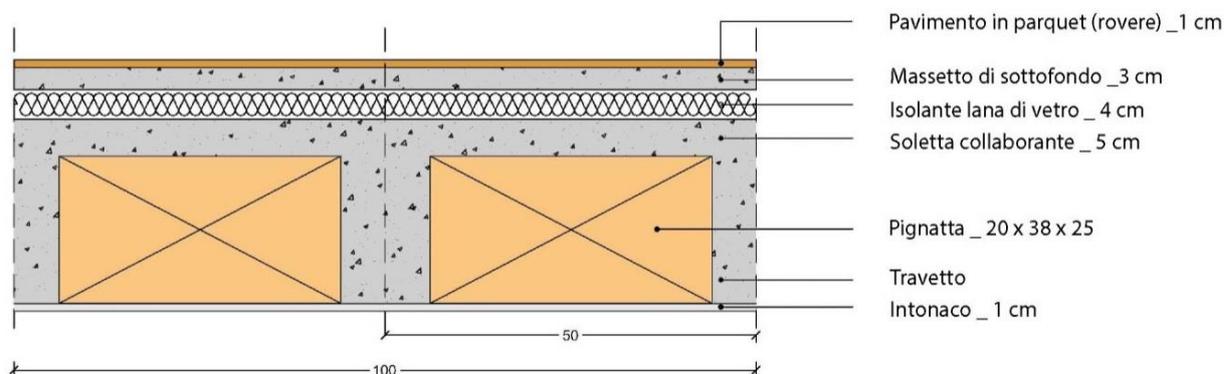
Per prima cosa analizziamo la pianta individuando travi e pilastri. Per ognuna delle tecnologia costruttive procederemo con l'analisi dei carichi agenti sul solaio, che si dividono in **carichi strutturali** (q_s), **carichi permanenti** (q_p) e **carichi accidentali** (q_a).

SOLAIO in CLS ARMATO

Dimensionamento Travi



1. E' stato scelto un solaio in latero cemento. Di seguito è rappresentato graficamente, completo di tutte le sue parti costruttive.



Conoscendo la stratigrafia del solaio, possiamo ricavare il volume e il peso a mq di ciascun componente.

Carico Strutturale q_s

Travetti in cls:

Dimensioni: (12 x 20) cm

Peso specifico: 25 KN/m³

Volume: (0,12 x 0,20 x 1) m x 2 = 0,048 m³

Peso al metro quadro: 0,048 m³/m² x 25 KN/m³ = **1,2 KN/m²**

Soletta in cls (Caldana):

Dimensioni: 5 cm

Peso specifico: 25 KN/m³

Volume: (0,05 x 1 x 1) m = 0,05 m³

Peso al metro quadro: 0,05 m³/m² x 25 KN/m³ = **1,25 KN/m²**

Pignatte:

Dimensioni: (20 x 38 x 25) cm

Peso specifico: 9,8 Kg

Peso al metro quadro: 9,8 Kg x 8 1/m² = **0,784 KN/m²**

$q_s = (1,2 + 1,25 + 0,784) \text{ KN/m}^2 = 3,23 \text{ KN/m}^2$

Carico permanente q_p :

Pavimentazione in parquet:

Spessore: 1 cm

Peso specifico: 7,2 KN/m³

Volume: (0,01 x 1 x 1) m = 0,01 m³

Peso al metro quadro: 0,01 m³/m² x 7,2 KN/m³ = **0,072 KN/m²**

Massetto di sottofondo:

Spessore: 3 cm

Peso specifico: 20 KN/m²

Volume: (0,03 x 1 x 1) m = 0,03 m³

Peso al metro quadro: 0,03 m³/m² x 20 KN/m² = **0,6 KN/m²**

Isolante in lana di vetro:

Spessore: 4 cm

Peso specifico: 0,2 KN/m³

Volume: (0,04 x 1 x 1) m = 0,04 m³

Peso al metro quadro: 0,04 m³/m² x 0,2 KN/m² = **0,08 KN/m²**

Intonaco:

Spessore: 1 cm

Peso specifico: 18 KN/m²

Volume: (0,01 x 1 x 1) m = 0,01 m³

Peso al metro quadro: 0,01 m³/m² x 18 KN/m² = **0,18 KN/m²**

Il peso va incrementato con due coefficienti, definiti dalla normativa:

Incidenza impianti: **0,5 KN/m²**

Incidenza tramezzi: **1,0 KN/m²**

$q_p = (0,072 + 0,6 + 0,008 + 0,18 + 0,5 + 1) \text{ KN/m}^2 = 2,36 \text{ KN/m}^2$

Carico accidentale q_a :

Questo valore varia in base alla destinazione d'uso dell'edificio che, in questo caso, è residenziale.

$q_a = 2 \text{ KN/m}^2$

2. Avendo inserito nella tabella Excel tutti i valori trovati, possiamo procedere con il calcolo di q_u , il carico allo stato limite ultimo, sommando q_s , q_p e q_a , aumentati ciascuno del loro coefficiente di sicurezza γ_{G1} , γ_{G2} , γ_{Q1} (rispettivamente pari a 1,3 – 1,5 – 1,5). Adesso, per trovare il valore del carico lineare incidente sulla trave, basta moltiplicare il risultato per l'interasse i (nel nostro caso 4 m):

$$q_u = (\gamma_{G1} \times q_s + \gamma_{G2} \times q_p + \gamma_{Q1} \times q_a) \times \text{Interasse} = (3,23 \times 1,3 + 2,36 \times 1,5 + 2 \times 1,5) \text{ KN/m}^2 \times 6 \text{ m} = \mathbf{64,43 \text{ KN/m}}$$

interasse (m)	q_s (KN/m ²)	q_p (KN/m ²)	q_a (KN/m ²)	q_u (KN/m)
6,00	3,23	2,36	2,00	64,43

3. A questo punto possiamo passare al calcolo del momento flettente massimo agente sulla trave. Essendo una trave doppiamente appoggiata, la formula è nota come: $M_{\max} = ql^2/8$

$$M_{\max} = [64,43 \text{ KN/m} \times (6\text{m})^2]/8 = \mathbf{289,93 \text{ KNm}}$$

4. Ora scegliamo il tipo di calcestruzzo e di acciaio che vogliamo utilizzare per sviluppare il nostro progetto, ricavando la loro tensione di progetto:

Acciaio:

$$F_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$$

Dove:

f_{yk} : Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio, che risulta, da normativa, pari a 450 N/mm² per quanto riguarda gli acciai da armatura.

γ_s : Coefficiente parziale di sicurezza pari a 1,15.

$$\text{Quindi avremo: } F_{yd} = 450 \text{ N/mm}^2 / 1,15 = \mathbf{391,30 \text{ N/mm}^2}$$

Calcestruzzo:

$$F_{cd} = \alpha_{cc} \times (f_{ck}/\gamma_c)$$

Dove:

α_{cc} : Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata, pari a 0,85

f_{ck} : Resistenza caratteristica a compressione del cls, data dal tipo di cls scelto. In questo caso sarà 50 N/mm²

γ_c : Coefficiente parziale di sicurezza pari a 1,5 per il cls.

$$\text{Quindi avremo: } F_{cd} = 0,85 \times (50 \text{ N/mm}^2 / 1,5) = \mathbf{34,00 \text{ N/mm}^2}$$

(Definendo come interasse e luce, passo strutturale di lunghezza pari a 6 m in x e in y)

	interasse (m)	q_s (KN/m ²)	q_p (KN/m ²)	q_a (KN/m ²)	q_u (KN/m)	luce (m)	M_{\max} (KN*m)	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)
1											
2											
3	6,00	3,23	2,36	2,00	64,43	6,00	289,95	450,00	391,30	60,00	34,00

Definendo arbitrariamente la base della sezione (*avente la stessa sezione del pilastro di 30cm*), noti i valori delle tensioni di progetto (F_{yd} e F_{cd}), calcoliamo h_u , l'altezza utile della sezione, la cui formula risulta essere:

$$h_u = r \sqrt{(M_{max}/b)} = \mathbf{35,19 \text{ cm}}$$

Sommando a questo valore, quello dell'altezza del copriferro δ (5 cm), è possibile ottenere h_{min} :

$$h_{min} = h_u + \delta = (35,19 + 5) \text{ cm} = \mathbf{40,19 \text{ cm}}$$

Tale valore viene ingegnerizzato, portando l'altezza alla decima immediatamente superiore al valore minimo ottenuto:

$$H = 50 \text{ cm}$$

Il foglio di calcolo excel, a questo punto, individua quale sia il peso proprio della trave appena determinata.

1	β	r	b (cm)	h_u (cm)	δ (cm)	H_{min} (cm)	H	H/l	area (m ²)	peso unitario (KN/m)
2										
3	0,57	2,09	30,00	35,19	5,00	40,19	50,00	0,07	0,15	3,75

Terminata la fase di progetto, si passa alla fase di verifica. Andremo adesso ad aggiungere il peso proprio della trave alla somma dei carichi portati dalla trave stessa, calcoleremo il momento massimo e verificheremo se la sezione scelta sarà adatta anche a queste nuove caratteristiche di carico.

Peso unitario = 3,75 KN/m viene moltiplicato per $\gamma_{G1} = 1,3$ ed il nuovo carico diventerà:

$$q'_u = qu + (3,75 \text{ KN/m} \times 1,3) = 64,43 \text{ KN/m} + 4,875 \text{ KN/m} = \mathbf{69,31 \text{ KN/m}}$$

Sostituendo questo nuovo valore per i calcoli successivi, verrà che:

$$M'_{max} = [69,31 \text{ KN/m} \times (6 \text{ m})^2]/8 = \mathbf{311,89 \text{ KNm}}$$

$$h'_u = \mathbf{36,50 \text{ cm}}$$

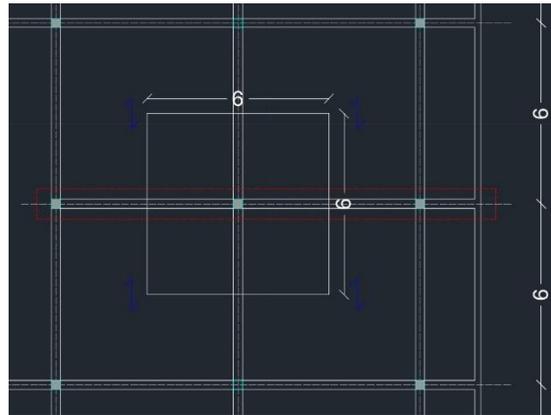
$$h_{min} = (36,50 + 5) \text{ cm} = \mathbf{41,50 \text{ cm}} \quad \text{Quindi: } \mathbf{H = 50 \text{ cm}}$$

La sezione scelta è **verificata** in quanto $H' < H$

1	interasse (m)	q_s (KN/m ²)	q_p (KN/m ²)	q_a (KN/m ²)	q_u (KN/m)	luce (m)	M_{max} (KN*m)	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	β	r
2													
3	6,00	3,23	2,36	2,00	64,43	6,00	289,95	450,00	391,30	60,00	34,00	0,57	2,09
4					69,31	6,00	311,89	450,00	391,30	60,00	34,00	0,57	2,09

b (cm)	h_u (cm)	δ (cm)	H_{min} (cm)	H	H/l	area (m ²)	peso unitario (KN/m)
30,00	35,19	5,00	40,19	50,00	0,07	0,15	3,75
30,00	36,50	5,00	41,50	verificata			

Dimensionamento pilastri



Dopo aver individuato i pilastri maggiormente sollecitati, attraverso il file excel, inserisco i dati. Quelli iniziali da cui partire sono, innanzitutto, L_1 e L_2 , i due lati dell'area di influenza del pilastro in esame. Ottengo, così, il valore dell'area di influenza (il cui peso è portato dal pilastro). Partendo dal pilastro A, si avrà:

1	L_p	L_s	Area
2	m	m	m ²
3			
4	6,00	6,00	36,00

Avendo il valore dell'area della trave, precedentemente calcolata, e del peso specifico del materiale considerato, è possibile ottenere il peso della trave stessa:

γ	Atrave	Ptravi
(kN/m ³)	(m ²)	(kN)
25	0,165	49,5

Riprendendo i risultati precedenti, individuamo q_u , sommando q_s , q_p , q_a aumentati ciascuno del loro coefficiente di sicurezza γ_{G1} , γ_{G2} , γ_{Q1} :

Per trovare N vado a prendere alcuni dati dal passaggio precedente e mi trovo il carico dovuto al peso proprio delle travi q_{trave} che si calcola **Area di sezione x Peso specifico del materiale x Lunghezza della trave nell'area di influenza del pilastro**

Trave principale = $(0,30 \times 0,50) \text{ m}^2 \times 25 \text{ KN/m}^3 = 3,75 \text{ KN/m}$

Trave secondaria = $(0,30 \times 0,50) \text{ m}^2 \times 25 \text{ KN/m}^3 = 3,75 \text{ KN/m}$

Q_{travi} = $(3,75 \text{ KN/m} \times 6\text{m}) + (3,75 \text{ KN/m} \times 6\text{m}) = \mathbf{58,50 \text{ KN}}$

Carichi strutturali q_s = $3,23 \text{ KN/m}^2$

Carichi permanenti q_p = $2,36 \text{ KN/m}^2$

Carichi accidentali q_a = 2 KN/m^2

Q_{piano} : calcolo il carico dovuto al solaio allo SLU (stato limite ultimo) sommo i 3 carichi q_s , q_p e q_a moltiplicandoli per i coefficienti di sicurezza e tutto moltiplicato per l'area di influenza più l'aggiunta del contributo del peso delle travi

$Q_{piano} = Q_{travi} + Q_{solaio} \times \text{Area Influenza} = 386,60 \text{ KN}$

Numero piani = **4**

N_{max} = la forza di compressione N è dovuto al carico delle travi Q_{travi} più il carico del solaio Q_{solaio} per il numero di piani.

$N_{max} = 1780 \text{ KN}$

1	L_p	L_s	Area infl.	b trave	h trave	A di base trave	peso spec. Cls	trave _p	trave _s	q_{trave}	q_s	q_p	q_a	Q_{solaio}	n_{piani}	N
2	m	m	m ²					kN/m	kN/m	kN	kN/mq	kN/mq	kN/mq	kN		kN
3																
4	6,00	6,00	36,00	0,30	0,50	0,15	25,00	3,75	3,75	58,50	3,23	2,36	2,00	386,60	4	1780

Area Minima Necessaria

Procediamo ora con il predimensionamento della sezione del pilastro, a partire dalla resistenza caratteristica del cls, trovando la sua tensione di progetto e l'area minima necessaria alla sezione affinché il materiale non giunga a rottura:

$$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 0,85 \times (50 \text{ MPa} / 1,5) = 28,33 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = N_{max} / f_{cd} = 1780 \text{ KN} / 28,33 \text{ MPa} \times 10 = 628,40 \text{ cm}^2$$

N	f_{ck}	f_{cd}	A_{min}
kN	Mpa	Mpa	cm2
1780	50,0	28,3	628,4

Considerando alcuni dati, quali: E = modulo elastico in percentuale = 21000 MPa I = altezza del pilastro = 3 m β = influenza dei vincoli = 1 nel caso del doppio incastro

Si ricavano:

$$\text{Valore della snellezza: } \lambda = \pi \times \sqrt{(E/f_{cd})} = \pi \times \sqrt{(21000 \text{ MPa} / 28,33 \text{ MPa})} = 85,53$$

$$\rho_{min} = (\beta \times l) / \lambda = (1 \times 3 \text{ m}) / 85,53 \times 100 = 3,50 \text{ cm}$$

Sapendo che per i pilastri in cemento armato $\rho_{min} = \sqrt{(1/12)} \times b$, con la formula inversa si può trovare una delle dimensioni della sezione:

$$b_{min} = \rho_{min} \times \sqrt{12} = 3,50 \text{ cm} \times 3,46 = 12,15 \text{ cm}$$

L'altra dimensione della sezione si ottiene dividendo l'area per la base trovata:

$$h_{min} = A_{min} / b = 628,4 \text{ cm}^2 / 12,15 \text{ cm} = 51,72 \text{ cm}$$

Tali risultati vanno ingegnerizzati, diventando:

$$b_{design} = 35 \text{ cm}$$

$$h_{design} = 55 \text{ cm}$$

E	β	l	λ^*	ρ_{min}	b_{min}	b	h_{min}	h	A_{design}
Mpa		m		cm	cm	cm	cm	cm	cm2
21000	1,00	3,00	85,53	3,51	12,15	35,00	51,72	55,00	1925

Sapendo che dove c'è curvatura c'è il momento flettente; inserendo la flessione nel dimensionamento del pilastro si raddoppia lo sforzo Normale, pertanto:

$$A_{min} = N_{max} / (F_d/2)$$

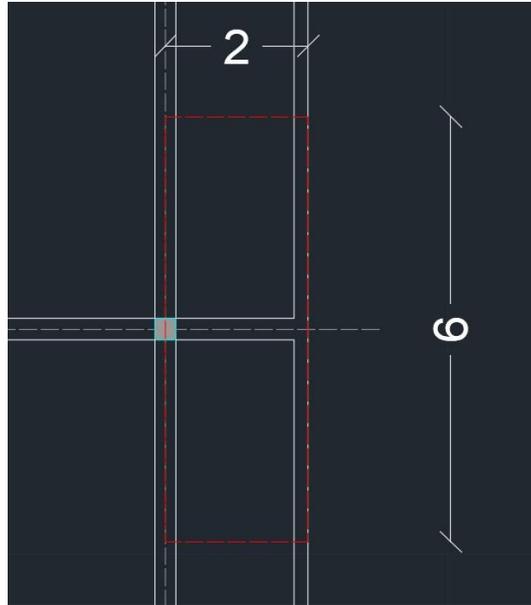
E	β	l	λ^*	ρ_{min}	b_{min}	b	h_{min}	h	A_{design}
Mpa		m		cm	cm	cm	cm	cm	cm2
21000	1,00	3,00	85,53	3,51	12,15	45,00	103,43	45,00	2025

DIMENSIONAMENTO della SEZIONE di una MENSOLA in CLS

Verificare una mensola soggetta a flessione utilizzando la sezione in cls e verificare allo SLU che l'abbassamento massimo sia inferiore uguale al limite indicato dalla normativa.

La mensola evidenziata in figura ha un'area di influenza di $2,00\text{m} \times 6,00\text{m} = 12,00\text{m}^2$

Utilizzo la stessa tecnologia per i solai utilizzata nell'esercitazione precedente.



Il carico strutturale totale: $q_s = 2 \text{ KN/m}^2$

Il carico permanente non strutturale totale a cui aggiungo l'incidenza di impianti e tramezzi: $q_p = 2,36 \text{ KN/m}^2$

Carichi accidentali: Per i balconi il carico accidentale $q_a = 2 \text{ KN/m}^2$

Inserendo tutti i dati ricavati nel foglio di calcolo excel ricavo il carico $q_u = 64,43 \text{ KN/m}$ agente sulla trave.

Compilando la cella relativa alla luce ottengo invece il valore del $M_{\max} = 92,09 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Scelgo la tipologia di acciaio dei tondini B450C, inserisco il suo valore di tensione di snervamento $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$, quindi ricavo la tensione di progetto $f_{yd} = 391,30 \text{ MPa}$;

scelgo la tipologia di cemento C35/45 con resistenza caratteristica $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, quindi ricavo la resistenza di progetto $f_{cd} = 19,83 \text{ MPa}$.

Il passaggio successivo è la scelta di una dimensione per la base della sezione $b = 30 \text{ cm}$ che, insieme a resistenza di progetto f_{cd} e parametri β e r serve per trovare l'altezza utile $h_u = 28,94 \text{ cm}$ che addizionata al coprifilo $\delta = 4 \text{ cm}$ determina l'altezza minima $H_{\min} = 32,94 \text{ cm}$.

Una volta ricavata l'altezza minima andiamo ad ingegnerizzare la sezione e scegliamo un'altezza di design $H_{\text{design}} = 40 \text{ cm}$.

Il foglio calcola in automatico il peso della trave e dopo aver inserito anche il modulo di elasticità $E = 21 \text{ GPa}$.

Infine per verificare calcolo il rapporto luce-abbassamento che deve essere maggiore di 250.

VERIFICATA

Il peso della trave viene aggiunto al carico totale che diventa $q_u = 64,434 \text{ KN/m}$ in modo da ricavare di nuovo $H_{\min} = 35,01 \text{ cm}$ e se quest'ultima dimensione è inferiore a H_{design} la sezione è verificata.

H_{min}= 35,01cm < H_{design}= 40cm VERIFICATA

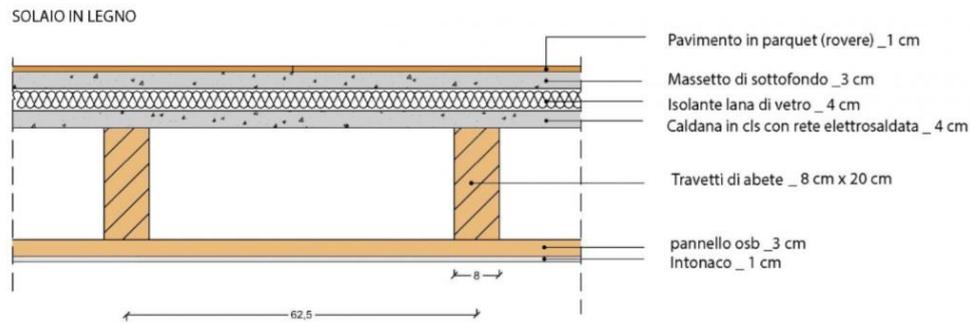
1	interax	qs	qp	qa	q	luce	Mmax	fy	fd_f	fck	fd_c	alfa	r	b
2	m	kN/mq	kN/mq	kN/mq	kN/m	m	kN*m	N/mmq	N/mmq	N/mmq	N/mmq			cm
3														
4	6	3,23	2,36	2,00	64,434	2	128,868	235	204,35	35	20,00	0,59	2,05	30

hu	delta	Hmin	Hdesign	area	peso	q	E	Ix	vmax	I/vmax	
cm	cm	cm	cm	mq	kN/m	kN/m	N/mmq	cm4	cm		
30,01	5	35,01	40	0,12	3,00	48,54	21000	160000	0,29	692,21	Si

SOLAIO in LEGNO

Dimensionamento Travi

E' stato scelto un solaio in legno con pannelli osb. Di seguito è rappresentato graficamente, completo di tutte le sue parti costruttive.



Carico strutturale q_s :

Pannello OSB:

Spessore: 3 cm

Peso specifico: $6,5 \text{ KN/m}^3$

Volume: $(0,03 \times 1 \times 1) \text{ m} = 0,03 \text{ m}^3$

Peso al metro quadro: $0,03 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times 6,5 \text{ KN/m}^3 = 0,195 \text{ KN/m}^2$

Travetto in legno lamellare di abete:

Dimensioni: $(8 \times 20) \text{ cm}$

Peso specifico: $5,50 \text{ KN/m}^3$

Volume: $(0,08 \times 0,2 \times 1) \text{ m} = 0,016 \text{ m}^3 \rightarrow 0,016 \times (1/62,5) = 0,000256 \text{ m}^3$

Peso al metro quadro: $0,000256 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times 5,50 \text{ KN/m}^3 = 0,0014 \text{ KN/m}^2$

$$q_s = (0,195 \text{ KN/m}^2 \times 2) + 0,0014 \text{ KN/m}^2 = \mathbf{0,39 \text{ KN/m}^2}$$

Carico permanente q_p :

Pavimentazione in parquet:

Spessore: 1 cm

Peso specifico: $7,2 \text{ KN/m}^3$

Volume: $(0,01 \times 1 \times 1) \text{ m} = 0,01 \text{ m}^3$

Peso al metro quadro: $0,01 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times 7,2 \text{ KN/m}^3 = 0,072 \text{ KN/m}^2$

Massetto di sottofondo:

Spessore: 3 cm

Peso specifico: 20 KN/m²

Volume: (0,03 x 1 x 1) m = 0,03 m³

Peso al metro quadro: 0,03 m³/m² x 20 KN/m² = 0,6 KN/m²

Isolante in lana di vetro:

Spessore: 4 cm

Peso specifico: 0,2 KN/m³

Volume: (0,04 x 1 x 1) m = 0,04 m³

Peso al metro quadro: 0,04 m³/m² x 0,2 KN/m² = 0,008 KN/m²

Caldana in cls con rete elettrosaldata:

Spessore: 4 cm

Peso specifico: 25 KN/m²

Volume: (0,04 x 1 x 1) m = 0,04 m³

Peso al metro quadro: 0,04 m³/m² x 25 KN/m² = 1 KN/m²

Intonaco:

Spessore: 1 cm

Peso specifico: 18 KN/m²

Volume: (0,01 x 1 x 1) m = 0,01 m³

Peso al metro quadro: 0,01 m³/m² x 18 KN/m² = 0,18 KN/m²

Il peso va incrementato con due coefficienti, definiti dalla normativa:

Incidenza impianti: 0,5 KN/m²

Incidenza tramezzi: 1,0 KN/m²

$$q_p = (0,072 + 0,6 + 0,008 + 1 + 0,18 + 0,5 + 1) \text{ KN/m}^2 = \mathbf{3,36 \text{ KN/m}^2}$$

Carico accidentale q_a:

Questo valore varia in base alla destinazione d'uso dell'edificio che, in questo caso, è residenziale.

$$q_a = \mathbf{2 \text{ KN/m}^2}$$

Avendo inserito nella tabella Excel tutti i valori trovati, possiamo procedere con il calcolo di q_u , il carico allo stato limite ultimo, sommando q_s , q_p e q_a , aumentati ciascuno del loro coefficiente di sicurezza γ_{G1} , γ_{G2} , γ_{Q1} (rispettivamente pari a 1,3 – 1,5 – 1,5). Adesso, per trovare il valore del carico lineare incidente sulla trave, basta moltiplicare il risultato per l'interasse i (nel nostro caso 6 m):

$$q_u = (\gamma_{G1} \times q_s + \gamma_{G2} \times q_p + \gamma_{Q1} \times q_a) \times \text{Interasse} = (0,39 \times 1,3 + 3,36 \times 1,5 + 2 \times 1,5) \text{ KN/m}^2 \times 6 \text{ m} = \mathbf{51,28 \text{ KN/m}}$$

1	interasse (m)	q_s (KN/m ²)	q_p (KN/m ²)	q_a (KN/m ²)	q_u (KN/m)
2					
3	6,00	0,39	3,36	2,00	51,28

A questo punto possiamo passare al calcolo del momento flettente massimo agente sulla trave. Essendo una trave doppiamente appoggiata, la formula è nota come: $M_{\max} = ql^2/8$

$$M_{\max} = [51,28 \text{ KN/m} \times (6 \text{ m})^2]/8 = \mathbf{410,26 \text{ KNm}}$$

Procediamo inserendo il valore di f_{mk} , la resistenza caratteristica a flessione del legno prescelto: nel nostro caso utilizziamo il valore del legno lamellare.

		Conifere										Latifoglie											
		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50	D18	D24	D30	D35	D40	D50	D60	D70		
Proprietà di resistenza (in N/mm ²)																							
Flessione	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50	18	24	30	35	40	50	60	70		
Trazione parallela	$f_{t,0,k}$	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30	11	14	18	21	24	30	36	42		
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6		
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29	18	21	23	25	26	29	32	34		
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2	7,5	7,8	8,0	8,1	8,3	9,3	10,5	13,5		
Taglio	f_{vk}	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	3,4	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,5	5,0		
Proprietà di rigidità (in kN/mm ²)																							
Media del modulo di elasticità parallela	$E_{0,mean}$	7	8	9	9,5	10	11	11,5	12	13	14	15	16	9,5	10	11	12	13	14	17	20		
Modulo di elasticità parallela al 5%	$E_{0,05}$	4,7	5,4	6,0	6,4	6,7	7,4	7,7	8,0	8,7	9,4	10,0	10,7	8	8,5	9,2	10,1	10,9	11,8	14,3	16,8		
Media del modulo di elasticità perpendicolare	$E_{90,mean}$	0,23	0,27	0,30	0,32	0,33	0,37	0,38	0,40	0,43	0,47	0,50	0,53	0,63	0,67	0,73	0,80	0,86	0,93	1,13	1,33		
Media del modulo di taglio	G_{mean}	0,44	0,5	0,56	0,59	0,63	0,69	0,72	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00	0,59	0,62	0,69	0,75	0,81	0,88	1,06	1,25		
Massa volumica (in kg/m ³)																							
Massa volumica	ρ_k	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460	475	485	530	540	550	620	700	900		
Massa volumica media	ρ_{mean}	350	370	380	390	410	420	450	460	480	500	520	550	570	580	640	650	660	750	840	1080		
Nota 1: I valori sopra riportati di trazione, resistenza a compressione, resistenza al taglio, modulo di elasticità al 5%, modulo di elasticità medio perpendicolare alla fibratura e modulo di taglio medio sono stati calcolati utilizzando le equazioni riportate nell'appendice A. Nota 2: Le proprietà elencate nel prospetto sono compatibili con un'umidità del legno equivalente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa del 65%. Nota 3: La disponibilità immediata di legno conformemente alle classi C45 e C50 può non essere consentita. Nota 4: I valori caratteristici di resistenza al taglio sono riferiti a legno senza lacerazioni, secondo la EN 408. L'effetto delle lacerazioni dovrebbe essere segnalato nei codici di progetto.																							

Lo stesso facciamo per K_{mod} , il coefficiente diminutivo dei valori di resistenza del materiale. E' definito dalla normativa e tiene conto dell'effetto della durata del carico e delle condizioni in cui la struttura si andrà ad inserire:

Valori di k_{mod} per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento		Classe di servizio	Classe di durata del carico				
				Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
Legno massiccio Legno lamellare incollato	EN 14081-1 EN 14080		1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
			2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
			3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Compensato	EN 636	Parti 1, 2, 3	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
		Parti 2, 3	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
		Parte 3	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Pannello di scaglie orientate (OSB)	EN 300	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,00
		OSB/3 - OSB/4	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,00
			2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di particelle (truciolare)	EN 312	Parti 4, 5	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,00
		Parte 5	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
		Parti 6, 7	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,00
		Parte 7	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
Pannello di fibre, alta densità	EN 622-2	HB.LA, HB.HLA 1 o 2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,00
		HB.HLA 1 o 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
Pannello di fibre, media densità (MDF)	EN 622-3	MBH.LA1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
			1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
		2	-	-	-	0,45	0,80	
	EN 622-5	MDF.LA, MDF.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
MDF.HLS		2	-	-	-	0,45	0,80	

Troviamo, inoltre, il coefficiente parziale di sicurezza del legno lamellare γ_m :

Coefficienti parziali γ_M per le proprietà dei materiali

Stati limite ultimi	γ_M
- combinazioni fondamentali	
legno massiccio	1,50
legno lamellare incollato	1,45
pannelli di particelle o di fibre	1,50
compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40
unioni	1,50
- combinazioni eccezionali	1,00

I tre valori, combinati, ci permettono di ricavare la tensione di progetto, secondo la formula:

$$f_d = (K_{mod} \times f_{mk}) / \gamma_m$$

$f_{m,k}$ (N/mm ²)	k_{mod}	γ_m	f_d (N/mm ²)
27,00	0,80	1,45	14,90

Definendo arbitrariamente la base della sezione (nel nostro caso 35 cm), calcoliamo h_{min} , l'altezza minima della sezione, la cui formula risulta essere:

$$h_{min} = \sqrt{[(6 \times M_{max} \times 1000) / (b \times f_d)]} = \mathbf{68,71 \text{ cm}}$$

Tale valore viene ingegnerizzato, portando l'altezza alla decima immediatamente superiore al valore minimo ottenuto:

$$\mathbf{H = 70 \text{ cm}}$$

b (cm)	h_{min} (cm)	H (cm)
35,00	68,71	70,00

La trave adottata avrà dimensioni **35 x 70 cm**.

Dimensionamento pilastri

Ripeto quanto già fatto nei casi precedenti, partendo da L_1 e L_2 , i due lati dell'area di influenza del pilastro in esame. Ottengo, così, il valore dell'area di influenza (il cui peso è portato dal pilastro).

Individuo $q_{trave} = (A \text{ di base trave} \times \text{Peso Spec. Legno}) = \mathbf{24,84 \text{ kN}}$.

1	L_1	L_2	Area	b trave	h trave	A di base trave	peso spec. Legno	trave _p	trave _s	q_{trave}
2	m	m	m ²	m	m	m ²	kN/m ³	kN/m	kN/m	kN
3										
4	6,00	6,00	36,00	0,35	0,70	0,25	6,50	1,59	1,59	24,84

Individuiamo q_u :

$$q_u = ((0,39 \times 1,3 + 3,36 \times 1,5 + 2 \times 1,5) \text{ KN/m}^2) \times 36,00 \text{ m}^2 = \mathbf{307,69 \text{ KN}}$$

Dopo aver inserito questi dati è possibile calcolare lo sforzo normale di compressione N:

$$N = (q_{travi} + q_u) \times \text{numero dei piani} = (307,69 \text{ kN} + 24,84 \text{ kN}) \times 4 = \mathbf{1330 \text{ kN}}$$

q_s	q_p	q_a	q_{solaio}	n_{piani}	N
kN/mq	kN/mq	kN/mq	kN		kN
0,39	3,36	2,00	307,69	4	1330

Procediamo ora con il predimensionamento della sezione del pilastro, avendo f_{mk} , k_{mod} , γ_m :

$$f_d = (0,80 \times 27 \text{ MPa}) / 1,45 = \mathbf{14,90 \text{ MPa}}$$

N	f _{c0,k}	k _{mod}	γ _m	f _{c0d}	A _{min}
kN	Mpa			Mpa	cm ²
1330	27,00	0,80	1,45	14,90	892,9

Considerando alcuni dati, quali:

$$E = 7700 \text{ MPa}$$

$$l = 3 \text{ m}$$

$$\beta = 1$$

Si ricavano:

$$\lambda = \pi \times \sqrt{(E/f_{cd})} = \pi \times \sqrt{(7700 \text{ MPa} / 14,90 \text{ MPa})} = \mathbf{71,39}$$

$$\rho_{\min} = (l \times 3 \text{ m}) / 71,39 \times 100 = \mathbf{4,20 \text{ cm}}$$

Sapendo che per i pilastri in legno $\rho_{\min} = \sqrt{(1/12) \times b}$, con la formula inversa avremo le dimensioni della sezione:

$$b_{\min} = 4,20 \text{ cm} \times 3,46 = \mathbf{14,56 \text{ cm}}$$

L'altra dimensione della sezione si ottiene dividendo l'area per la base trovata:

$$h_{\min} = 892,90 \text{ cm}^2 / 14,56 \text{ cm} = \mathbf{61,34 \text{ cm}}$$

Tali risultati vanno ingegnerizzati, diventando:

$$b_{\text{design}} = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

$$h_{\text{design}} = \mathbf{70 \text{ cm}}$$

Ultimo dato necessario per arrivare alla tensione massima è il modulo di resistenza a flessione W_{\max} , la quale per sezioni rettangolari è:

$$W_{\max} = (b \times h^2) / 6 = (30 \text{ cm} \times 70^2 \text{ cm}^2) / 6 = \mathbf{24500,00 \text{ cm}^3}$$

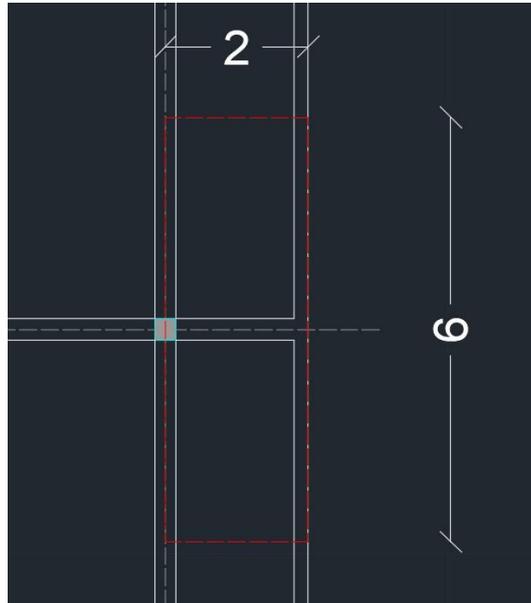
E,005	β	l	λ _{max}	ρ _{min}	b _{min}	b	h _{min}	h	A _{design}	I _{design}	W _{max}
Mpa		m		cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ⁴	cm ³
7700	1,0	3,00	71,39	4,20	14,56	30,00	61,34	70,00	2100	157500	24500,00

DIMENSIONAMENTO della SEZIONE di una MENSOLA in LEGNO

Verificare una mensola soggetta a flessione utilizzando la sezione in legno e verificare allo SLU che l'abbassamento massimo sia inferiore uguale al limite indicato dalla normativa.

La mensola evidenziata in figura ha un'area di influenza di 2,00m x 6,00m= 12,00m²

Utilizzo la stessa tecnologia per i solai utilizzata nell'esercitazione precedente.



$$q_s = (0,195 \text{ KN/m}^2 \times 2) + 0,0014 \text{ KN/m}^2 = \mathbf{0,39 \text{ KN/m}^2}$$

$$q_p = (0,072 + 0,6 + 0,008 + 1 + 0,18 + 0,5 + 1) \text{ KN/m}^2 = \mathbf{3,36 \text{ KN/m}^2}$$

$$q_a = \mathbf{2 \text{ KN/m}^2}$$

Inserendo tutti i dati ricavati nel foglio di calcolo excel ricavo il carico $q_u = \mathbf{47,25 \text{ KN/m}}$ agente sulla trave.

Nel caso del legno, che è un materiale leggero, il peso proprio della trave viene trascurato.

Compilando la cella relativa alla luce ottengo invece il valore del $M_{\max} = \mathbf{94,50 \text{ KN} \cdot \text{m}}$

Scelgo la tipologia di legno **C27**, inserisco il valore caratteristico di resistenza $f_m, K = \mathbf{27 \text{ N/mm}^2}$, il coefficiente diminutivo $K_{\text{mod}} = \mathbf{0,80}$ e il coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_m = \mathbf{1,45}$ in modo che il foglio di calcolo mi restituisca la tensione di progetto $f_d = \mathbf{14,90 \text{ N/mm}^2}$.

$f_{m,k}$ (N/mm ²)	k_{mod}	γ_m	f_d (N/mm ²)
27,00	0,80	1,45	14,90

Definendo arbitrariamente la base della sezione (nel nostro caso 35 cm), calcoliamo h_{\min} , l'altezza minima della sezione, la cui formula risulta essere:

$$h_{\min} = \sqrt{[(6 \times M_{\max} \times 1000) / (b \times f_d)]} = \mathbf{32,98 \text{ cm}}$$

Tale valore viene ingegnerizzato, portando l'altezza alla decima immediatamente superiore al valore minimo ottenuto:

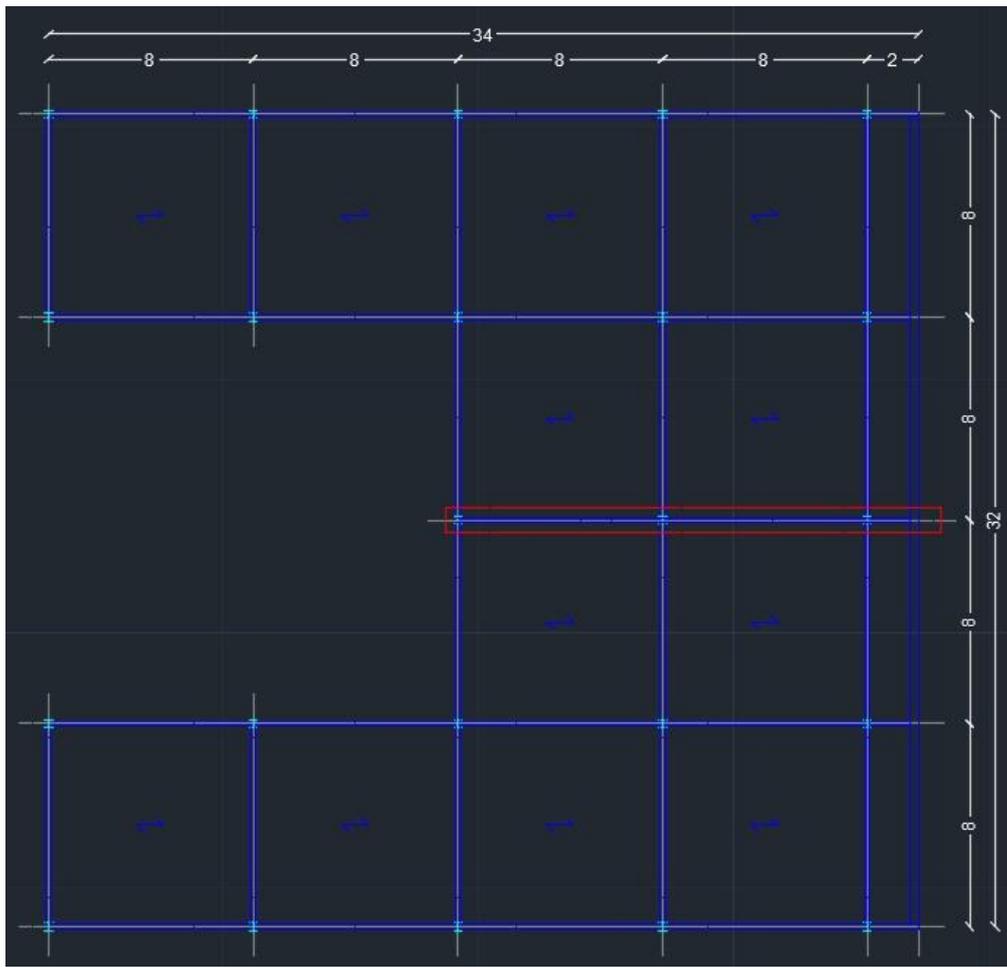
$$\mathbf{H = 40 \text{ cm}}$$

qs	qp	qa	q	luce	M	fm,k	Fd	b	h _{min}	hd	E	Ix	vmax	I/vmax	
kN/mq	kN/mq	kN/mq	KN/m	m	kN*m	N/mmq	N/mmq	cm	cm	cm	N/mmq	cm ⁴	cm		
0,39	3,36	2,00	47,25	2	94,5	27	14,90	35	32,98	40	7700	186667	0,66	304,20	SI

Inserendo ora il modulo elastico **E=7,7GPa** il foglio di calcola l'abbassamento massimo.

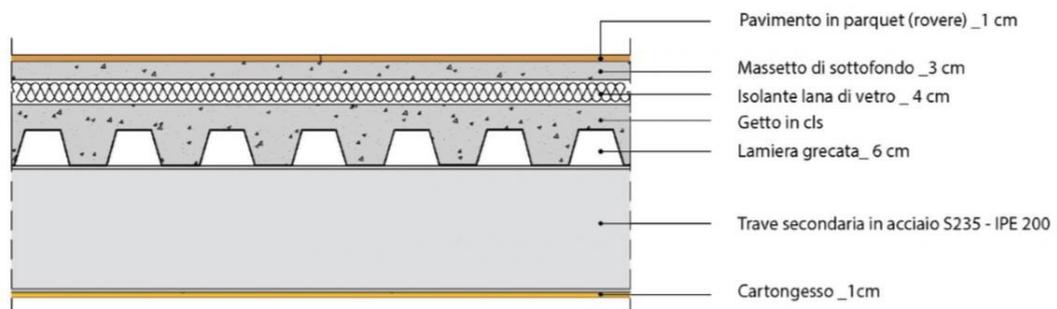
Infine per verificare calcolo il rapporto luce-abbassamento che deve essere maggiore di 250. **VERIFICATA.**

SOLAIO IN ACCIAIO



Per questo tipo di tecnologia è stato scelto un solaio in lamiera grecata. Di seguito è rappresentato graficamente, completo di tutte le sue parti costruttive.

SOLAIO IN ACCIAIO



Dimensionamento travi

Carico strutturale q_s :

Travetti IPE 200 in acciaio S235:

Area: $28,48 \text{ cm}^2 = 0,0028 \text{ m}^2$

Peso: $22,4 \text{ Kg/m} = 0,224 \text{ KN/m}$

Peso al metro quadro: $0,224 \text{ KN/m}^2$

Soletta in cls (Caldana):

Area: $0,07 \text{ m}^2$

Peso specifico: 25 KN/m^3

Volume: $(0,07 \times 1 \times 1) \text{ m} = 0,07 \text{ m}^3$

Peso al metro quadro: $0,07 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times 25 \text{ KN/m}^3 = 1,75 \text{ KN/m}^2$

$$q_s = (0,0024 + 1,75) \text{ KN/m}^2 = \mathbf{1,97 \text{ KN/m}^2}$$

Carico permanente q_p :

Pavimentazione in parquet:

Spessore: 1 cm

Peso specifico: $7,2 \text{ KN/m}^3$

Volume: $(0,01 \times 1 \times 1) \text{ m} = 0,01 \text{ m}^3$

Peso al metro quadro: $0,01 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times 7,2 \text{ KN/m}^3 = 0,072 \text{ KN/m}^2$

Massetto di sottofondo:

Spessore: 3 cm

Peso specifico: 20 KN/m^3

Volume: $(0,03 \times 1 \times 1) \text{ m} = 0,03 \text{ m}^3$

Peso al metro quadro: $0,03 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times 20 \text{ KN/m}^3 = 0,6 \text{ KN/m}^2$

Isolante in lana di vetro:

Spessore: 4 cm

Peso specifico: $0,2 \text{ KN/m}^3$

Volume: $(0,04 \times 1 \times 1) \text{ m} = 0,04 \text{ m}^3$

Peso al metro quadro: $0,04 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times 0,2 \text{ KN/m}^3 = 0,08 \text{ KN/m}^2$

Cartongesso:

Spessore: 1 cm

Peso specifico: 9 KN/m³

Volume: (0,01 x 1 x 1) m = 0,01 m³

Peso al metro quadro: 0,09 KN/m²

Intonaco:

Spessore: 1 cm

Peso specifico: 18 KN/m²

Volume: (0,01 x 1 x 1) m = 0,01 m³

Peso al metro quadro: 0,01 m³/m² x 18 KN/m² = 0,18 KN/m²

Incidenza impianti: 0,5 KN/m²

Incidenza tramezzi: 1,0 KN/m²

$q_p = (0,072+0,6+0,008+0,18+0,09+0,5+1) \text{ KN/m}^2 = 2,45 \text{ KN/m}^2$

Carico accidentale q_a :

Questo valore varia in base alla destinazione d'uso dell'edificio che, in questo caso, è residenziale.

$q_a = 2 \text{ KN/m}^2$

Avendo inserito nella tabella Excel tutti i valori trovati, possiamo procedere con il calcolo di q_u , il carico allo stato limite ultimo, sommando q_s , q_p e q_a , aumentati ciascuno del loro coefficiente di sicurezza γ_{G1} , γ_{G2} , γ_{Q1} (rispettivamente pari a 1,3 – 1,5 – 1,5). Adesso, per trovare il valore del carico lineare incidente sulla trave, basta moltiplicare il risultato per l'interasse i (nel nostro caso 4 m):

$q_u = (\gamma_{G1} \times q_s + \gamma_{G2} \times q_p + \gamma_{Q1} \times q_a) \times \text{Interasse} = (1,97 \times 1,3 + 2,45 \times 1,5 + 2 \times 1,5) \text{ KN/m}^2 \times 8 \text{ m} = 73,89 \text{ KN/m}$

interasse (m)	q_s (KN/m ²)	q_p (KN/m ²)	q_a (KN/m ²)	q_u (KN/m)
8,00	1,97	2,45	2,00	73,89

A questo punto possiamo passare al calcolo del momento flettente massimo agente sulla trave. Essendo una trave doppiamente appoggiata, la formula è nota come: $M_{\max} = ql^2/8$

$M_{\max} = [73,89 \text{ KN/m} \times (8 \text{ m})^2]/8 = 591,10 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Ora scegliamo il tipo di acciaio che vogliamo utilizzare per sviluppare il nostro progetto, ricavando la sua tensione di progetto:

$$F_d = f_{yk}/\gamma_s$$

Dove:

f_{yk} : Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio, che risulta, da normativa, pari a 235 N/mm² per quanto riguarda l'acciaio scelto.

γ_s : Coefficiente parziale di sicurezza pari a 1,05.

Quindi avremo:

$$F_d = 235 \text{ N/mm}^2 / 1,05 = \mathbf{223,81 \text{ N/mm}^2}$$

$f_{y,k} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_d \text{ (N/mm}^2\text{)}$
235,00	223,81

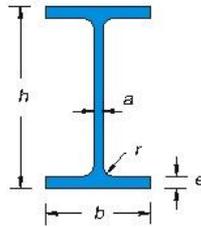
Calcolata la tensione di progetto, applichiamo la formula di Navier per ricavare il modulo di resistenza a flessione, per sapere quale sia il valore minimo che la nostra sezione può avere:

$$W_{x,min} = M_{max}/f_d = 591,10 \text{ KNm} / 223,81 \text{ N/mm}^2 \times 1000 = \mathbf{2641,10 \text{ cm}^3}$$

$M_{max} \text{ (KN*m)}$	$f_{y,k} \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$f_d \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$W_{x,min} \text{ (cm}^3\text{)}$
591,10	235,00	223,81	2641,10

Avendo utilizzato nei calcoli il valore di resistenza massima a flessione, sceglieremo nel profilario la sezione IPE con un valore W_x subito maggiore di quello da noi trovato.

Travi IPE ad ali parallele UNI 5398-78



Download (dwg+pdf)

h mm	b mm	a mm	e mm	r mm	Peso kg/m	Sezione cm ²	Momenti di inerzia		Moduli di resistenza		Raggi di inerzia	
							Jx cm ⁴	Jy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	ix cm	iy cm
80	46	3,8	5,2	5	6,0	7,64	80,14	8,49	20,03	3,69	3,24	1,05
100	55	4,1	5,7	7	8,1	10,32	171,0	15,92	34,20	5,79	4,07	1,24
120	64	4,4	6,3	7	10,4	13,21	317,8	27,67	52,96	8,65	4,90	1,45
140	73	4,7	6,9	7	12,9	16,43	541,2	44,92	77,32	12,31	5,74	1,65
160	82	5,0	7,4	9	15,8	20,09	869,3	68,31	108,7	16,66	6,58	1,84
180	91	5,3	8,0	9	18,8	23,95	1.317	100,9	146,3	22,16	7,42	2,05
200	100	5,6	8,5	12	22,4	28,48	1.943	142,4	194,3	28,47	8,26	2,24
220	110	5,9	9,2	12	26,2	33,37	2.772	204,9	252,0	37,25	9,11	2,48
240	120	6,2	9,8	15	30,7	39,12	3.892	283,6	324,3	47,27	9,97	2,69
270	135	6,6	10,2	15	36,1	45,95	5.790	419,9	428,9	62,20	11,23	3,02
300	150	7,1	10,7	15	42,2	53,81	8.356	603,8	557,1	80,50	12,46	3,35
330	160	7,5	11,5	18	49,1	62,61	11.770	788,1	713,1	98,52	13,71	3,55
360	170	8,0	12,7	18	57,1	72,73	16.270	1.043	903,6	122,8	14,95	3,79
400	180	8,6	13,5	21	66,3	84,46	23.130	1.318	1.156	146,4	16,55	3,95
450	190	9,4	14,6	21	77,6	98,82	33.740	1.676	1.500	176,4	18,48	4,12
500	200	10,2	16,0	21	90,7	115,5	48.200	2.142	1.928	214,2	20,43	4,31
550	210	11,1	17,2	24	106	134,4	67.120	2.668	2.441	254,1	22,35	4,45
600	220	12,0	19,0	24	122	156,0	92.080	3.387	3.069	307,9	24,30	4,66

In questo caso IPE 600 con $W_x = 3069,00 \text{ cm}^3$.

interasse (m)	q _s (KN/m ²)	q _p (KN/m ²)	q _a (KN/m ²)	q _u (KN/m)	luce (m)	M _{max} (KN*m)	f _{y,k} (N/mm ²)	f _d (N/mm ²)	W _{x,min} (cm ³)	W _x (cm ³)
8,00	1,97	2,45	2,00	73,89	8,00	591,10	235,00	223,81	2641,10	3069,00

Dimensionamento pilastri

Ripeto quanto già fatto nel caso del cemento armato, partendo da L1 e L2, i due lati dell'area di influenza del pilastro in esame.

Ottingo, così, il valore dell'area di influenza (il cui peso è portato dal pilastro).

L ₁	L ₂	Area _{inf}	γ _{acciaio}	Area _{trave}	trave _p	trave _s	Q _{trave}
m	m	m ²	kN/m ³	m ²	kN/m	kN/m	kN
8,00	8,00	64,00	78,50	0,02	1,22	1,22	25,47

Individuiamo qu:

$$q_u = (1,97 \times 1,3 + 2,45 \times 1,5 + 2 \times 1,5) \text{ KN/m}^2 \times 64 \text{ m}^2 = \mathbf{591,10 \text{ kN}}$$

Dopo aver inserito questi dati è possibile calcolare lo sforzo normale di compressione N:

$$N = (q_{\text{travi}} + q_u) \times \text{numero dei piani} = (25,47 \text{ kN} + 591,10 \text{ kN}) \times 4 = \mathbf{2466 \text{ kN}}$$

q_s	q_p	q_a	q_{solaio}	n_{piani}	N
kN/mq	kN/mq	kN/mq	kN		kN
1,97	2,45	2,00	591,10	4	2466

Procediamo ora con il predimensionamento della sezione del pilastro, avendo come dato:

$$f_{yk} = \text{tensione di snervamento caratteristica} = 235 \text{ MPa}$$

Trovando:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 235 \text{ MPa} / 1,05 = \mathbf{223,81 \text{ MPa}}$$

$$A_{\text{min}} = N_{\text{max}} / f_{yd} = 2466 \text{ kN} / 223,81 \text{ MPa} \times 10 = \mathbf{110,2 \text{ cm}^2}$$

N	f_{yk}	γ_m	f_{yd}	A_{min}
kN	Mpa		Mpa	cm2
2466	235,00	1,05	223,81	110,2

Considerando:

$$E = 21000 \text{ MPa}$$

$$l = 3 \text{ m}$$

$$\beta = 1$$

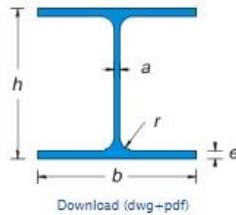
Si ricavano:

$$\lambda = \pi \times \sqrt{(21000 \text{ MPa} / 223,81 \text{ MPa})} = \mathbf{96,23}$$

$$\rho_{\text{min}} = (1 \times 3 \text{ m}) \times 100 / 96,23 = \mathbf{6,23 \text{ cm}}$$

Attraverso la tabella dei profili HEA, ricavo i valori di **A_{design}**, **I_{design}** e **ρ_{min}** maggiori di quelli minimi ottenuti:

Travi HEA ad ali larghe parallele - serie alleggerita UNI 5397-78



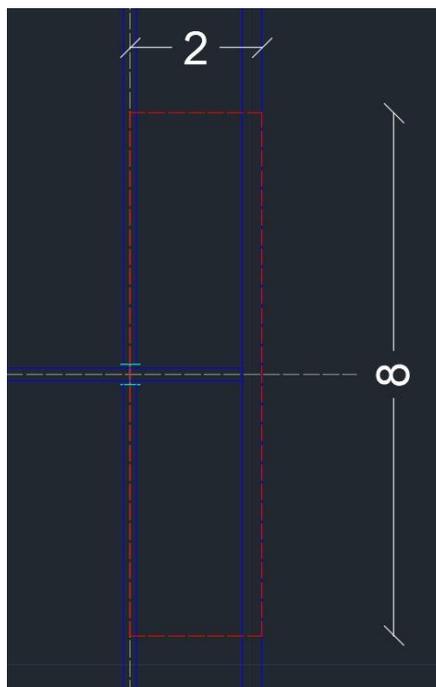
Download (dwg+pdf)

sigla HEA	b mm	h mm	a mm	e mm	r mm	Peso kg/m	Sezione cm ²	Momenti di inerzia		Moduli di resistenza		Raggi di inerzia	
								Jx cm ⁴	Jy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	ix cm	iy cm
100	100	96	5,0	8,0	12	16,7	21,24	349,2	133,8	72,76	26,76	4,06	2,51
120	120	114	5,0	8,0	12	19,9	25,34	606,2	230,9	106,3	36,48	4,89	3,02
140	140	133	5,5	8,5	12	24,7	31,42	1.033	389,3	155,4	55,62	5,73	3,52
160	160	152	6,0	9,0	15	30,4	38,77	1.673	615,6	220,1	76,95	6,57	3,98
180	180	171	6,0	9,5	15	35,5	45,25	2.510	924,6	293,6	102,7	7,45	4,52
200	200	190	6,5	10,0	18	42,3	53,83	3.692	1.326	388,6	133,6	8,28	4,98
220	220	210	7,0	11,0	18	50,5	64,34	5.410	1.955	515,2	177,7	9,17	5,51
240	240	230	7,5	12,0	21	60,3	76,84	7.763	2.769	675,1	230,7	10,05	6,00
260	260	250	7,5	12,5	24	68,2	86,82	10.450	3.668	836,4	282,1	10,97	6,50
280	280	270	8,0	13,0	24	76,4	97,26	13.670	4.763	1.013	340,2	11,86	7,00
300	300	290	8,5	14,0	27	88,3	112,5	18.260	6.310	1.260	420,6	12,74	7,49
320	300	310	9,0	15,5	27	97,6	124,4	22.930	6.985	1.479	465,7	13,58	7,49
340	300	330	9,5	16,5	27	105,0	133,5	27.690	7.436	1.678	495,7	14,40	7,46
360	300	350	10,0	17,5	27	112,0	142,8	33.090	7.887	1.891	525,8	15,22	7,43
400	300	390	11,0	19,0	27	125,0	159,0	45.070	8.564	2.311	570,9	16,84	7,34
450	300	440	11,5	21,0	27	140,0	178,0	63.720	9.465	2.896	631,0	18,92	7,29

In questo caso abbiamo scelto HEA 400

Acciaio

1_ Individuare nel solaio la trave a sbalzo più sollecitata e riferirsi ad essa per il dimensionamento. Nel caso ipotizzato l'interasse è di 8m, con una luce di 2m.



$$q_s = 1,97 \text{ KN/m}^2$$

$$q_p = 3,36 \text{ KN/m}^2$$

$$q_a = 2 \text{ KN/m}^2$$

Inserendo tutti i dati ricavati nel foglio di calcolo excel ricavo il carico $q_u = 51,36 \text{ KN/m}$ agente sulla trave.

Compilando la cella relativa alla luce ottengo invece il valore del $M_{\max} = 102,72 \text{ KN}^*\text{m}$

Scelgo la tipologia di acciaio **S235**, inserisco il suo valore di tensione di snervamento $f_{y,k} = 235 \text{ MPa}$, quindi ricavo il modulo di resistenza elastico minimo $W_{x,\min} = 502,67 \text{ cm}^3$

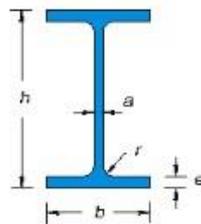
e sul profilario scelgo una IPE con $W_x > W_{x,\min}$: IPE 300 con $W_x = 557,1 \text{ cm}^3$



Travi IPE ad ali parallele UNI 5398-78

Profilati metallici

0101



Download (dwg+pdf)

h mm	b mm	a mm	e mm	r mm	Peso kg/m	Sezione cm ²	Momenti di inerzia		Moduli di resistenza		Raggi di inerzia	
							Jx cm ⁴	Jy cm ⁴	Wx cm ³	Wy cm ³	ix cm	iy cm
80	46	3,8	5,2	5	6,0	7,64	80,14	8,49	20,03	3,69	3,24	1,05
100	55	4,1	5,7	7	8,1	10,32	171,0	15,92	34,20	5,79	4,07	1,24
120	64	4,4	6,3	7	10,4	13,21	317,8	27,67	52,96	8,65	4,90	1,45
140	73	4,7	6,9	7	12,9	16,43	541,2	44,92	77,32	12,31	5,74	1,65
160	82	5,0	7,4	9	15,8	20,09	869,3	68,31	108,7	16,66	6,58	1,84
180	91	5,3	8,0	9	18,8	23,95	1.317	100,9	146,3	22,16	7,42	2,05
200	100	5,6	8,5	12	22,4	28,48	1.943	142,4	194,3	28,47	8,26	2,24
220	110	5,9	9,2	12	26,2	33,37	2.772	204,9	252,0	37,25	9,11	2,48
240	120	6,2	9,8	15	30,7	39,12	3.892	283,6	324,3	47,27	9,97	2,69
270	135	6,6	10,2	15	36,1	45,95	5.790	419,9	428,9	62,20	11,23	3,02
300	150	7,1	10,7	15	42,2	53,81	8.356	603,8	557,1	80,50	12,46	3,35
330	160	7,5	11,5	18	49,1	62,61	11.770	788,1	713,1	98,52	13,71	3,55
360	170	8,0	12,7	18	57,1	72,73	16.270	1.043	903,6	122,8	14,95	3,79

Scelta la trave inserisco nella tabella excel il momento d'inerzia $I_x = 8356 \text{ cm}^4$ ed il peso proprio $p = 0,4227 \text{ KN/m}$, perché in questocaso non posso trascurare l'incidenza del peso della trave.

Dopo aver inserito anche il modulo di elasticità dell'acciaio $E = 210000 \text{ MPa}$

Infine per verificare calcolo il rapporto luce-abbassamento che deve essere maggiore di 250.

interax	q _s	q _p	q _a	q	luce	M	f _{y,k}	f _d	W _x	I _x	peso	q	E	v _{max}	l/v _{max}	
m	kN/mq	kN/mq	kN/mq	kN/m	m	kN*m	N/mm ²	N/mm ²	cm ³	cm ⁴	kN/m	kN/m	N/mm ²	cm		
8	1,97	2,45	2,00	51,36	2	102,72	235	204,35	502,67	8356	0,422	51,782	210000	0,5902	338,87	Si